

一、问题重述

今年 5 月 12 日 14:28 在我国四川汶川地区发生了 8.0 级强烈地震,给人民生命财产和国民经济造成了极大的损失。地震引发的次生灾害也相当严重,特别是地震的造地运动形成了三十多个高悬于灾区人民头上的堰塞湖,对下游人民的生命财产和国家建设构成巨大的威胁,其中以唐家山堰塞湖尤为严重。加强对震后次生灾害规律的研究为国家抗震救灾提供更有力的科学支撑是科技工作者义不容辞的责任。

唐家山堰塞湖的堰塞体沿河流方向达 800 多米,从最终的实际情况看,从坝顶溢出而溃坝的可能性比其它原因溃坝的可能性大得多。大量当时新闻媒体对唐家山堰塞湖进展情况的报道和博客上的数字地图,给我们提供了大量的珍贵的数据(数据见附件)。由于来源不同,如有冲突以新华社报道的相关数据为依据,当然在竞赛期间收集到的其它数据也可以作为参考。本文要研究堰塞湖及其泄洪规律,完成以下几项工作:

1、建立唐家山堰塞湖以水位高程为自变量的蓄水量的数学模型(见附件 1)。并以该地区天气预报的降雨情况的 50%, 89%, 100%, 150%为实际降雨量建立模型预计自 5 月 25 日起至 6 月 12 日堰塞湖水位每日上升的高度(不计及泄洪)。(由于问题的难度和实际情况的复杂性及安全方面的考虑,不过分追求模型的精度,以下同);

2、这次唐家山堰塞湖泄洪时科技人员记录下了大量宝贵的数据(见附件 2),我们利用这批数据尝试在合理的假设下建立堰塞湖蓄水漫顶后在水流作用下发生溃坝的数学模型,模型中包含缺口宽度、深度、水流速度、水量、水位高程,时间等变量;

3、根据数字地图(地图和使用方法见附件 3)给出坝体发生溃塌,造成堰塞湖内 1/3 的蓄水突然下泻时(实际上没有发生)的洪水水流速度及淹没区域(包括洪水到达各地的时间),并在此基础上考虑洪水淹没区域中人口密集区域的人员撤离方案;

4、根据所建立的数学模型分析当时所采取对策的正确性和改进的可能性(见附件 4)。讨论应对地震后次生山地灾害(不限于堰塞湖),科技工作中应该设法解决的关键问题,并提出有关建议。

二. 模型假设

1、假设当时关于唐家山堰塞湖新闻报道的各项数据精确可信,若有冲突,以新华社数据为准;

2、假设堰塞湖溃口横剖面呈梯形;

3、假设水流漫顶初期就开始侵蚀坝体;

4、不考虑震区余震对坝体和河道的影响;

5、由于灾区地理环境错综复杂,我们没有过于细致地考虑所有影响模型建立和数值计算的因素。

三. 符号说明

a_{ij}	泛函网络参数
x	唐家山堰塞湖的水位高程
y	唐家山堰塞湖的蓄水量
h_1	堰塞湖上游水位
v_1	堰塞湖上游流速
h_2	堰塞湖下游水位
v_2	堰塞湖下游流速
Q_{br}	溃口流量
B_b	溃口底宽
Z_b	溃口底部高程
ρ_w	水的密度
g	重力加速度

四、问题分析

问题一要求建立唐家山堰塞湖以水位高程为自变量的蓄水量的数学模型,并用该地区预报降雨情况的几个加权值,去估计堰塞湖每日上升的高度。对于这种单输入和单输出的情况,根据泛函网络原理来求解一元非线性回归模型,计算后有唯一解、同时具备很好的性能。随后,查找出唐家山地区在 5 月 25 日到 6 月 12 日的降雨信息和堰塞湖的集雨面积,计算得到每天堰塞湖内水量的增量,这样对应到蓄水量模型中,便可预计出水位高程的每日上涨高度。

第二个问题要求利用保留下来的数据,建立包含缺口宽度、深度、水流速度、水量、水位高程和时间等变量的溃坝数学模型。我们了解到溃坝过程是一个有关水力学、泥沙动力学、土力学和边坡稳定等理论的综合过程,而且所要求的变量多,因此,我们从水利方面广泛应用的恒定流基本方程入手,分清变量、逐步深入,用数学公式来说明溃坝的整个过程,同时结合唐家山具体情况对整个溃坝情况进行仿真。

第三问是在第二问得到的模型基础上,对唐家山堰塞湖内 1/3 的蓄水突然下泄时的洪水水流速度进行估计,并根据附件中所给数字地图的地形地势,分析出水流突然下泄时最有可能流经的区域。计算出洪水到达各地的时间,结合流经各地的人口数量

与社会、经济发展情况做出整套的人员撤离方案。

第四个问题综合了前三个问中的所有结果和模型，分析了在灾情发生时政府所采取对策的正确性和改进的可能性。最后，我们会对地震后可能产生的所有次生山地灾害提出有关建议。

五、模型准备

泛函网络^[1]是 1998 年由 E-Castillo 提出的，是人工神经网络的一般化推广，泛函网络处理的是一般泛函模型，各个神经元之间的连接无权值，并且神经元函数不固定，而是一个给定的基函数族的组合。人们可根据特定问题来选择不同的基函数族（如多项式、三角函数、傅里叶展开级数等）来满足不同系统问题的建模和逼近。在许多文献中，通过具体实例可以从仿真结果看出，泛函网络的性能优于神经网络。如今，泛函网络已经成功地被应用于很多方面，例如：用泛函网络来进行混沌时间序列的预测，提取被混沌信号屏蔽的信息；用泛函网络来逼近微分、差分 and 泛函方程的解。泛函网络在上述的应用中都表现出了较好的性能。

在图（1）中画出了一个典型的泛函网络模型图，其主要组成部分如下：

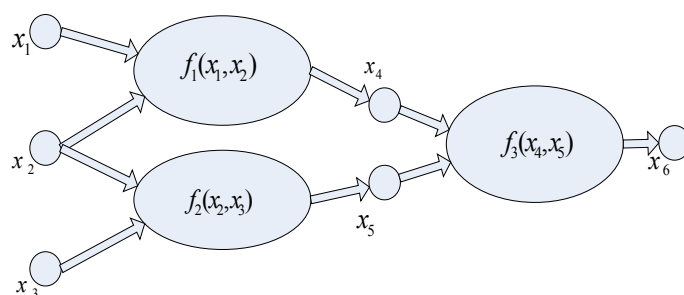


图 1 典型的泛函网络

（1）一个输入单元层。其功能是输入信息，在图（1）中输入层包含 $\{x_1, x_2, x_3\}$ 。

输入单元以带有相应名字的圆来表示；

（2）若干中间存储单元层。它存储由神经元产生的信息，在图（1）中只有一个中间存储单元层，包含 $\{x_4, x_5\}$ ，也以带有相应名字的圆来表示；

（3）一层或多层泛函神经元（或称处理单元）。每个泛函神经元是一个计算单元，它计算的是一组来自前一层神经元或输入单元的输入值，并给下一层神经元或输出单元提供数据。计算单元相互连接，每一个神经元的输出可作为另一个神经元或者输出单元输出数据的一部分，一旦给定输入值，输出便由神经元的类型来确定，它有一函数定义。在图（1）中有两层泛函神经元，分别为 $\{f_1, f_2\}$ 和 $\{f_3\}$ ；

（4）一个输出层。这是最后一层单元，它输出网络的结果是数据，输出单元也以带有相应名字的实心圆来表示，图（1）中为 $\{x_6\}$ ；

（5）一些直接连接。它们连接输入层、中间层神经元和输出层，在图（1）中用箭头表示，箭头的方向表示信息流的方向。

所有这些元素一起形成了泛函网络的结构，它确定了网络的泛函能力。

六、模型的建立与求解

6.1 问题一的模型与求解

6.1.1 一元非线性回归预测模型

根据一元非线性回归的特点，可以设计出一个单输入、单输出和三层中间处理单元的泛函网络模型，如图（2）所示，其中， x 为自变量， y 为因变量。神经元函数 $f_i(x)$

（ $i=1,2,\dots,n$ ），不是固定的，而是可以学习的，一个给定的函数族的组合。与图（2）相对应的泛函方程为：

$$y = \hat{F}(x) = \sum_{i=1}^n f_i(x) \quad (1)$$

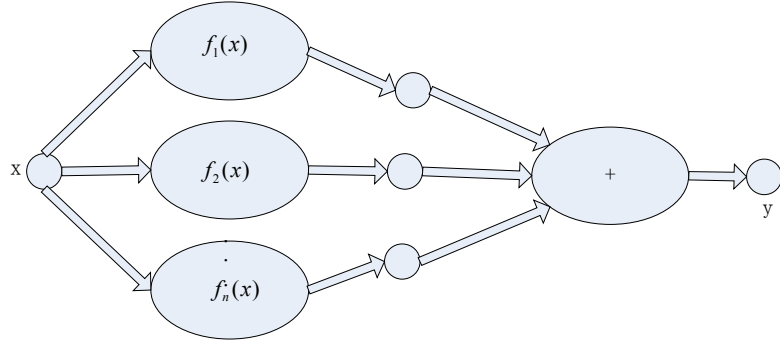


图 2 一元非线性回归预测模型

在泛函网络中一个重要的问题是表达式的唯一性。前人已经证明出对于这种单输入、单输出网络模型，表达式具有唯一性。在图（2）的模型中要得到回归预测模型等价于学习函数 $\hat{F}(x)$ ，而学习 $\hat{F}(x)$ 等价于学习函数 $f_i(x)$ 。这样，可以用一组已知基函数 $\{\phi_{ij}(x), j=1,2,\dots,m, i=1,2,\dots,n\}$ 的线性组合来表示 $f_i(x)$ ：

$$\hat{f}_i(x) = \sum_{j=1}^m a_{ij} \phi_{ij}(x) \quad (2)$$

令 $\phi_i(x) = (\phi_{i1}(x), \phi_{i2}(x), \dots, \phi_{im}(x))^T$ ， $a_i = (a_{i1}, a_{i2}, \dots, a_{im})^T$ ，则式（3）可以写成：

$$\hat{f}_i(x) = \sum_{j=1}^m a_{ij} \phi_{ij}(x) = a_i^T \phi_i(x) \quad (3)$$

把（3）式代入（1）式就可以得到：

$$y = \hat{F}(x) = \sum_{i=1}^n \hat{f}_i(x) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m a_{ij} \phi_{ij}(x) = \sum_{i=1}^n a_i^T \phi_i(x) \quad (4)$$

其中, $\{\phi_{ij}(x), j=1,2,\dots,m, i=1,2,\dots,n\}$ 是一些给定的适合逼近 f_i 到期望精度线性独立的函数集, $\{a_{ij}, j=1,2,\dots,m, i=1,2,\dots,n\}$ 为泛函网络的参数。

6.1.2 求解蓄水量数学模型

首先, 通过题目中所给附件和收集的资料, 从中提取出训练样本, 如表 (1) 所示, 其中斜线部分表示在我们掌握的材料中并未查到相关的详实数据。

表 1 提取的训练样本

日 期	水位高程 (米)	蓄 水 量 (亿立方米)	日 期	水位高程 (米)	蓄 水 量 (亿立方米)
5 月 24 日	723	1	6 月 3 日	736.86	2.0864
5 月 25 日			6 月 4 日	737.97	2.12
5 月 26 日	727.02	1.365	6 月 5 日	738.81	2.175
5 月 27 日			6 月 6 日	739.37	2.237
5 月 28 日	728.66	1.5	6 月 7 日	740.37	2.295
5 月 29 日	730.13	1.61	6 月 8 日	739.75	2.222
5 月 30 日			6 月 9 日	742.46	2.486
5 月 31 日	733	1.8	6 月 10 日	719.48	
6 月 1 日	727.94	1.45	6 月 11 日	714.62	0.861
6 月 2 日	735.86	2.01			

利用基于最小二乘法思想的学习算法, 定义误差代价函数为:

$$e_k = y^{(k)} - \hat{y}^{(k)} = f(x_k) - \hat{F}(x_k) = f(x_k) - \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m a_{ij} \phi_{ij}(x) \quad (6)$$

为了找到最优的网络参数, 需要最小化误差平方和:

$$Q = \sum_{k=1}^p e_k^2 = \sum_{k=1}^p [f(x_k) - \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m a_{ij} \phi_{ij}(x)]^2 \quad (7)$$

为了保证网络表达式的唯一式, 设置网络初始值为:

$$\hat{f}_i(x_{i0}) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m a_{ij} \phi_{ij}(x) = u_{i0}, i=1,2,\dots,n \quad (8)$$

其中, u_{i0} 是给定的一些常数, 即表 (1) 中的蓄水量值, 为了找到最优化网络参数, 应用拉格朗日乘数法, 考虑下面的目标函数:

$$\begin{aligned}
Q_A &= Q + \sum_{i=1}^n \lambda_i \left(\sum_{j=1}^m a_{ij} \phi_{ij}(x_{i0}) - u_{i0} \right) \\
&= \sum_{k=1}^p [f(x_k) - \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m a_{ij} \phi_{ij}(x)]^2 + \sum_{i=1}^n \lambda_i \left(\sum_{j=1}^m a_{ij} \phi_{ij}(x_{i0}) - u_{i0} \right)
\end{aligned} \quad (9)$$

式 (9) 中分别对 a_{ij} 、 λ_i 求其偏导得：

$$\begin{cases} \frac{\partial Q_A}{\partial a_{tr}} = -2 \sum_{k=1}^p e_k \phi_{tr}(x_k) + \lambda_t \phi_{tr}(x_{i0}) = 0 \\ \frac{\partial Q_A}{\partial \lambda_t} = \sum_{i=1}^n a_{ij} \phi_{ij}(x_0) - u_{i0} = 0 \end{cases} \quad r=1,2,\dots,n \quad t=1,2,\dots,m \quad (10)$$

在一组给定的基函数下，通过式 (10)，可解出最优泛函参数，从而算出一元非线性回归预测模型的有关参数。即用表 (1) 中的数据可以得到以水位高程 x 为自变量的蓄水量 y 数学模型为：

$$y = -4.4567 \times 10^3 x^3 + 9.8402 \times 10^6 x^2 - 7.235 \times 10^9 x + 1.7716 \times 10^{12} \quad (11)$$

式 (11) 表示的曲线与表 (1) 中各个真实点值的拟合状况如下图 (3) 所示：

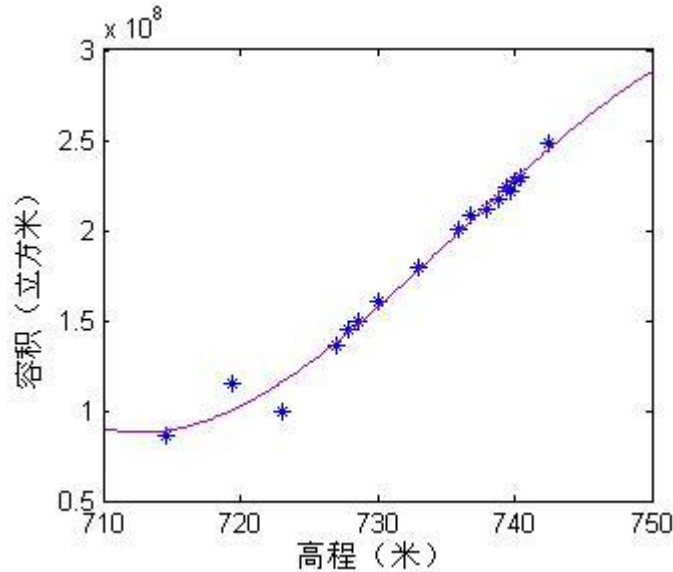


图3 蓄水量模型曲线与真实值的拟合比较

6.1.3 每日水位上升高度的预测

在附件材料与参考资料中可以得到从 5 月 25 日到 6 月 12 日天气预报降雨情况，同时得到的信息还有：唐家山堰塞湖的集雨面积为 3350 平方公里。这样在不考虑地表径流的条件下，堰塞湖中水量的增加来源只有降雨，其值为降雨量与集雨面积的乘积（降雨量值取降雨量区间的中间值）。具体如表 (2)：

表 2 唐家山地区天气预报与相应湖水增量

日 期	降雨量 (mm)	容量增量 (m ³)	日 期	降雨量 (mm)	容量增量 (m ³)
5 月 25 日	8~18	43550000	6 月 4 日	0	0
5 月 26 日	6~12	30150000	6 月 5 日	6~14	33500000
5 月 27 日	0	0	6 月 6 日	10~20	50250000
5 月 28 日	1~2	5025000	6 月 7 日	0~2	3350000
5 月 29 日	2~5	11725000	6 月 8 日	0	0
5 月 30 日	0	0	6 月 9 日	0	0
5 月 31 日	0	0	6 月 10 日	0	0
6 月 1 日	0	0	6 月 11 日	0	0
6 月 2 日	0~1	1675000	6 月 12 日	0	0
6 月 3 日	0	0			

在假设的条件下，以 24 日堰塞湖中一亿立方米水的基础上，随着日期的增加，水容量也增加当天的雨量，便可有欲预测日期的容量，利用式（11）很容易得到某天的水位高程，与前一天的水位高程相减即为题目中要求的水位每日上升高度。当降雨量为天气预报降雨情况的 50%，80%，150%时道理亦是如此，只不过堰塞湖中增加的水容量也要做相应的变化。

最终得到的预测结果如表（3）所示：

表 3 不同降雨情况时水位上升高度预测值

日 期	预报值50%时 上涨高度 (m)	预报值80%时上 涨高度 (m)	预报值100%时 上涨高度 (m)	预报值150%时 上涨高度 (m)
5月25日	-0.1308	2.4821	4.089	7.7516
5月26日	2.9923	4.2441	4.9631	6.5001
5月27日	0	0	0	0
5月28日	0.4668	0.6515	0.7563	0.9786
5月29日	1.0593	1.4698	1.7019	2.1934
5月30日	0	0	0	0
5月31日	0	0	0	0
6月1日	0	0	0	0
6月2日	0.1481	0.2046	0.2365	0.3039
6月3日	0	0	0	0
6月4日	0	0	0	0
6月5日	2.8152	3.8544	4.4382	5.6702
6月6日	3.8017	5.1228	5.8608	7.4148
6月7日	0.2389	0.3195	0.3644	0.4589
6月8日	0	0	0	0

日 期	预报值50%时 上涨高度 (m)	预报值80%时上 涨高度 (m)	预报值100%时 上涨高度 (m)	预报值150%时 上涨高度 (m)
6月9日	0	0	0	0
6月10日	0	0	0	0
6月11日	0	0	0	0
6月12日	0	0	0	0

6.1.4 结果分析

从模型得出的表格（3）可以发现，数据基本符合实际情况，但 5 月 25 日降雨量为预报值 50%时上涨高度为负值，通过分析图（3）可以发现，实际数据高程为 723 米时，容积应为一亿立方米，若采用本文的模型分析，高程不足 723 米时，容积就达到了一亿立方米，所以造成出现负值的情况，由于负值很小，且水位的涨落不单与降雨有关，还与其他因素有关（可以认为是误差引起的），并不影响模型的实用性。

6.2 问题二数学模型的建立

6.2.1 漫顶溃坝^[4]

漫顶是指水位超过坝顶高程，水流对坝体进行冲刷，坝体结构受到侵蚀而发生溃坝。漫顶属于宏观失稳，根本原因是由于坝体物质因切应力不足导致坝体边坡滑动而形成溃坝。漫顶溃坝侵蚀主要有以下三种模式：

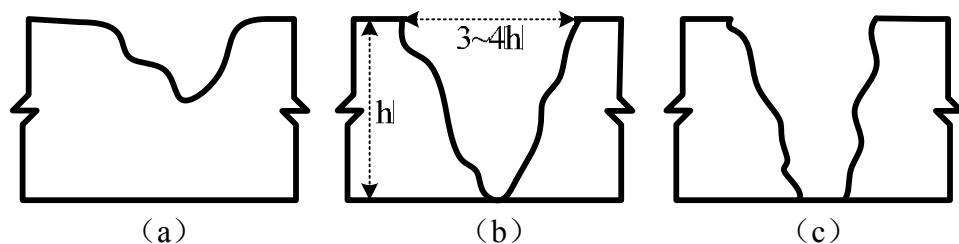


图 4 漫顶溃坝侵蚀模式

根据水流流态的不同和坝体被侵蚀程度的大小，可以将坝体漫顶溃决分为如图（5）所示的三个区域：Ⅰ区，位于坝顶上游部分的水流呈缓流状态，水头坡降小，流速和牵引应力相对较小，只有当坝顶的筑坝物为极其容易冲刷的物质时，在坝顶靠下游部分的某临界点处，侵蚀才有可能发生；Ⅱ区，水流通过临界面后，由缓流变为急流，水头坡降、流速和牵引压力迅速增加，在该区坝顶的某些裂隙处，侵蚀有时可能发生。如果坝顶为容易渗透的物质所覆盖，则覆盖物有可能被冲刷；Ⅲ区，为坝体的下游坡面，水流在该区进一步被加速，牵引应力非常大，同时，由于该区地面坡度变化和间断，使牵引应力进一步集中，从而导致侵蚀的产生。最初的侵蚀可能出现在Ⅲ区的任何地方，其中最有可能出现的是在坝址附近。一旦侵蚀开始，随着冲刷小坑向上游发展，同时不断扩宽，陡坎侵蚀开始出现。在水流作用下，陡坎逐渐向上游发展，一直到坝顶上游边缘，此后陡坎的进一步发展将会使陡坎处坝顶降低而形成溃口，溃口流量随该处坝顶降低而增加，直到坝体溃决。

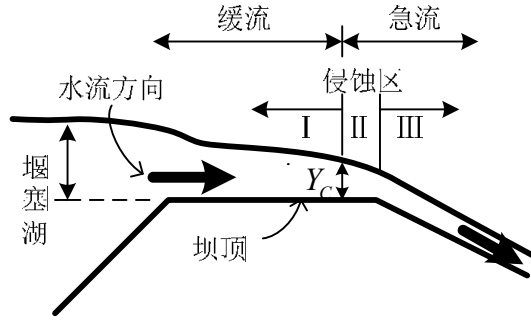


图 5 漫顶溃坝水流侵蚀示意图

溃坝过程是有关水力学、泥沙动力学、土力学和边坡稳定等理论的综合过程，是水、土二相介质相互作用的过程，其主要机理是：

(1) 从堰塞湖中通过坝体溃口泄出的水流，将通过冲刷和崩塌导致溃口的产生和扩大，这一过程将持续到堰塞湖放空或者坝体能抵抗得住水流的进一步冲刷为止；

(2) 溃口的发展历时主要取决于外泄的水流对坝体材料的冲刷，与坝体高度、坝体材料、材料的密实程度及漫顶泄流状况紧密相关；

(3) 溃口在横向、垂向同时发展变化，随着时间的推移，斜坡逐渐失去稳定性，导致土石崩塌，从而引起坝体顶部溃口逐渐扩大。这样，利用一系列参数，诸如坝体材料的中值粒径、内摩擦角、孔隙率及溃口初始边坡、深宽比等参数，就可以模拟计算溃坝的发展过程。

6.2.2 漫顶溃坝的水流模型

溃坝的水流计算一般都基于恒定流基本方程：

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + S_f L \quad (12)$$

$$S_f = \frac{v_m^2 n^2}{R_m^{4/3}} \quad (13)$$

其中， h_1 为上游水位， v_1 为上游流速， h_2 为下游水位， v_2 为下游流速， S_f 为摩阻坡

度， C 为两控制断面之间的距离， n 为曼宁系数， $v_m = (v_1 + v_2)/2$ ， $R_m = (R_1 + R_2)/2$ 。

同时，摩阻坡度可用谢才公式进行计算，其中的谢才系数 C 和曼宁系数 n 之间存在如下的关系式：

$$n = \frac{1}{C} R_m^{\frac{1}{6}} \quad (14)$$

谢才系数 C 根据坝体材料的颗粒粒径来决定：

$$C = 7.66 \left(\frac{R}{K_s} \right)^{\frac{1}{6}} \quad (15)$$

其中， K_s 为泥沙 Nikuradse 糙率。

6.2.2.1 过坝顶流量模型

漫顶溃坝初期，可由式（12）推出计算水流漫过坝顶流量宽顶堰流量计算公式：

$$Q_C = C_C L_C \sqrt{2g} (N_R - N_C)^{1.5} \quad (16)$$

其中， L_C 为漫顶坝长， N_R 为坝上漫顶水位， N_C 为坝顶高程，流量系数 C_C 可采用如下的经验公式来计算：

$$C_C = 0.333 + 0.132 \frac{N_R - N_C}{B} \quad (17)$$

其中， B 为坝顶宽，上式已假定可忽略水库内行进水头影响，同时假定水流漫顶初期就开始侵蚀坝体。

6.2.2.2 溃口流量模型

根据 Sigh 和 Scarlatos 等的实验观察表明：水流通过溃口控制断面的流量计算可用修正后的宽顶堰流量计算公式：

$$Q_{br} = 1.71 B_b S_{sub} (H - Z_b)^{1.5} + 1.2 \tan(90^\circ - \beta) S_{sub} (H - Z_b)^{2.5} \quad (18)$$

其中， Q_{br} 为溃口流量， B_b 为溃口底宽， H 为坝顶水位， Z_b 为溃口底部高程， β 为溃口两侧的边坡倾斜角度，它是由坝体物质的内摩擦角来决定的，具体定义见式（19）， S_{sub} 为下游回水修正系数，计算见公式（20）。

$$\beta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (19)$$

$$S_{sub} = \begin{cases} 1 & H_2 - Z_b \leq \frac{2}{3}(H - Z_b) \\ 1.0 - 2.783 \left(\frac{H_2 - Z_b}{H - Z_b} - 0.67 \right)^3 & H_2 - Z_b > \frac{2}{3}(H - Z_b) \end{cases} \quad (20)$$

其中， φ 表示坝体物质的内摩擦角， H_2 为下游水位。

6.2.2.3 溃口扩展模型

在坝体溃决失事发生以后，水流将继续侵蚀溃口，被侵蚀的泥沙由水流带走，从而使溃口不断扩大，因而溃口的扩展过程在整个溃口流量过程模拟计算中起着举足轻重的作用。溃口泥沙侵蚀和输运能力的大小与溃口的形状、筑坝物质的性质、坝址下游的水位等水力因素有关。计算时将坝体溃口的模拟概括成两部分组成：一是对坝体溃口横向展宽和崩塌的模拟，二是对坝体纵向冲刷的模拟。

1、坝体溃口横向展宽和崩塌的模拟^[5]

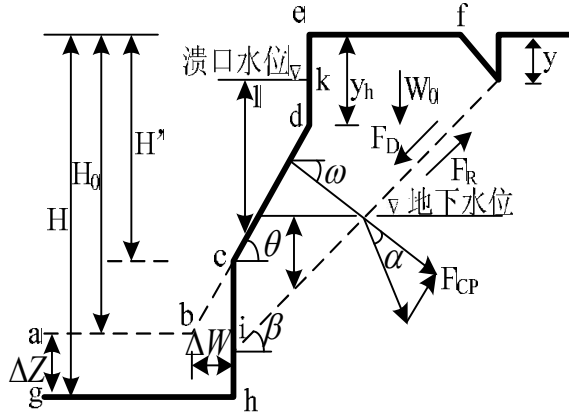


图 6 溃口土体稳定性分析

如图 (6) 所示, 假设 $abcdef$ 形状所示土体为溃口的右侧边坡。经过 Δt 时间的水流作用后, 溃口纵向冲刷深度为 ΔZ , 溃口坡脚横向冲刷值为 ΔW , 溃口变成 $ghcdef$ 所示形状。假设溃口土体发生崩塌的临界滑动面为平面 ij , 滑动土体为 $cdefji$ 。 F_D 为土体滑动力, F_R 为土体抗滑力, F_{CP} 为静水压力, u_w 为孔隙水压力。 c' 、 γ 、 ϕ 分别为大堤土体凝聚力、土体容重和土体内摩擦角。 H_0 为初始坝体高度, θ 为土体崩塌前的坡面与水平面之间的夹角, β 为溃口发生崩塌时滑动面与水平面的夹角, W_0 为单位坝体宽的崩塌土体重量, y 为堤防上部拉伸裂缝的深度, y_h 为残余拉伸裂缝的深度。

假设溃口稳定安全系数为 F_s , 若 $F_s < 1$, 溃口发生崩塌, 否则溃口稳定。 F_s 的计算如下:

$$F_s = \frac{F_R}{F_D} = \frac{\frac{C(H-y)}{\sin \beta} + \left\{ \left[\frac{\gamma}{2} \left(\frac{H^2 - y^2}{\tan \beta} - \frac{H^2 - y_h^2}{\tan \theta} \right) - U_w \right] \cos \beta + F_{CP} \cos \alpha \right\} \tan \phi}{\frac{\gamma}{2} \left(\frac{H^2 - y^2}{\tan \beta} - \frac{H^2 - y_h^2}{\tan \theta} \right) \sin \beta - F_{CP} \sin \alpha} \quad (21)$$

其中, 作用于崩塌土体上的静水压力 $F_{CP} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$ (Nm^{-2}), $F_x = \sum \partial F_x$, $F_y = \sum \partial F_y = W = \rho_w g$ (区域 $cdkl$), F_x 、 F_y 为静水压力在 x 、 y 方向的分力 (Nm^{-2}), W 为崩塌土体表面与水面之间的水体重量; 作用在土体上的孔隙水压力 $u_w = \rho_w g(h_w + \xi)$ (Nm^{-2}), h_w 为地下水头 (m), ξ 为地面水头 (m), 假设 x 为崩塌土体宽度, 则作用在崩塌土体上的总孔隙水压力为 $U_w = \sum_0^x u_x dx$; Δt 时间内溃口坡脚

因水流横向冲刷而后退的距离 ΔW ，采用 Osman 法进行求解：

$$\Delta W = \frac{C_l \times \Delta t \times (\tau - \tau_c) e^{-1.3\tau_c}}{\gamma} \quad (m), \quad \tau \text{ 为脚坡处的水流切应力 } (Nm^{-2}), \quad \tau_c \text{ 为大坝土体的}$$

的起动切应力 (Nm^{-2}) , C_l 为横向冲刷系数，取决于坝土体的物理化学特性， γ 为坝土体的容重 (kNm^{-3}) ；土体崩塌滑动角 β 可根据 Osman 的研究来计算， β 需满足

$$\frac{\partial c}{\partial \beta} = 0, \quad \text{整理式 (1) 并令 } F_s = 1 \text{ 得:}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial C}{\partial \beta} = & \frac{\gamma}{2} (H - y) (-\sin^2 \beta + \cos^2 \beta) - \frac{\gamma (H^2 - y_h^2) \cos \beta \sin \beta}{\tan i (H - y)} \\ & - \frac{F_{CP} X}{H - y} - (F_n + \frac{F_{CP} Y \tan \phi}{H - y}) = 0 \end{aligned} \quad (22)$$

$$\text{其中, } \left. \begin{aligned} X = & -\cos \beta \sin(-90^\circ + \beta + \omega) - \sin \beta \cos(-90^\circ + \beta + \omega) \\ Y = & \cos \beta \cos(-90^\circ + \beta + \omega) - \sin \beta \sin(-90^\circ + \beta + \omega) \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

$$F_n = \frac{\partial [(W_0 - U_w) \cos \beta \sin \beta \tan \phi]}{\partial \beta} \frac{1}{H - y} \quad (24)$$

求解式 (22) 可计算出 β ，本文通过使用 Newton-Raphson 迭代公式进行计算：

$$\beta = \beta_{i-1} - F(\beta_{i-1}) / F'(\beta_{i-1}) \quad (25)$$

$F(\beta_{i-1})$ 由式 (22) 给出， β 进行迭代的初始值假设为： $\beta_0 = (\theta + \phi) / 2$ 。

2、崩塌土体临界滑动面的确定步骤

首先，将溃口坡面土体按照垂直高度分成 20 等分，假定 20 个可能的土体滑动面，然后应用土体稳定性分析的方法，对这 20 个土体滑动面进行稳定性分析，找出其中稳定安全系数 F_s 最小的滑动面，如果该土体滑动面的稳定安全系数大于 1，则说明溃口土体稳定，不会发生崩塌，否则就发生崩塌，如果要求精度更高，或者提防的高度特别大的时候，为了准确确定临界滑动面位置，可以再以该位置点为中心，上下各取 1/2 等份进行第二次计算，找出新的稳定安全系数 F_s 最小的滑动面，并判别土体是否发生崩塌；溃口崩塌后，按如下公式计算单侧溃口展宽宽度 BW (m) 和单位坝宽的崩塌体积 VB (m²)：

$$\left. \begin{aligned} BW = & \frac{H - y}{\tan \beta} - \frac{H' - y_h}{\tan \theta} \\ VB = & \frac{1}{2} \left(\frac{H^2 - y^2}{\tan \beta} - \frac{H'^2 - y_h^2}{\tan \theta} \right) \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

溃口直接冲刷和崩塌下来的土体，认为一部分土体转化为悬沙被水流携带，其余部分全部平铺在溃口河床上。

如图（7）所示，溃口经过初次崩塌后还可能有多次崩塌，是否会继续发生崩塌及会发生多少次崩塌，都可以通过崩塌土体临界滑动面的确定步骤来进行动态分析。

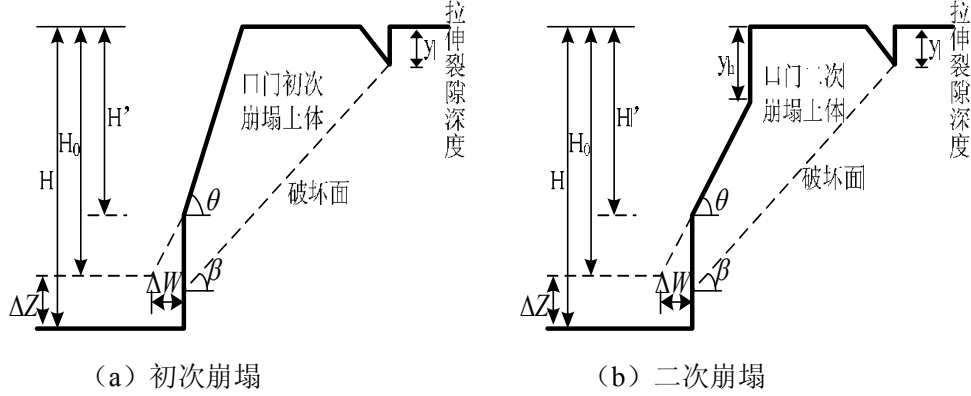


图 7 溃口口门崩塌示意图

6.2.2.4 坝体纵向冲刷的模型^[6]

1、水流运动的控制方程

描述溃坝洪水演进的二维控制方程为浅水方程，在笛卡尔坐标系下，其守恒形式为：

$$\frac{\partial E}{\partial t} + \frac{\partial F(E)}{\partial x} + \frac{\partial G(E)}{\partial y} = Q(E) \quad (27)$$

这里，

$$\left. \begin{aligned} E &= (h, q_x, q_y)^T \\ F(E) &= (q_x, \frac{q_x^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2, \frac{q_x q_y}{h})^T \\ G(E) &= (q_y, \frac{q_x q_y}{h}, \frac{q_y^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2)^T \\ Q(E) &= [0, gh(s_{0x} - s_{fx}), gh(s_{0y} - s_{fy})]^T \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

其中， h 为水深； q_x 和 q_y 分别为 x 、 y 方向的单宽流量； $q_x = hu$ ， $q_y = hv$ ， u 、 v 分别为 x 、 y 方向的流速分量。 s_{0x} 和 s_{0y} 分别是河床沿 x 、 y 方向坡降； s_{fx} 和 s_{fy} 分别是摩阻沿 x 、 y 方向的坡降。 s_{0x} 、 s_{0y} 、 s_{fx} 和 s_{fy} 的表达式分别是：

$$\left. \begin{aligned} S_{0x} &= \frac{\partial z_b}{\partial x} & S_{0y} &= \frac{\partial z_b}{\partial y} \\ S_{fx} &= \frac{n^2 q_x \sqrt{q_x^2 + q_y^2}}{h^{4/3}} & S_{fy} &= \frac{n^2 q_y \sqrt{q_x^2 + q_y^2}}{h^{4/3}} \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

其中, z_b 为河底高程。

应用局部特征方法, 方程 (27) 可以表示为如下形式:

$$\frac{\partial E}{\partial t} + A \frac{\partial E}{\partial x} + B \frac{\partial E}{\partial y} = Q(E) \quad (30)$$

流动量的雅可比阵为:

$$A = \frac{\partial F}{\partial E} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ c^2 - \frac{q_x^2}{h^2} & 2\frac{q_x}{h} & 0 \\ -\frac{q_x q_y}{h^2} & \frac{q_y}{h} & \frac{q_x}{h} \end{bmatrix} \quad (31)$$

$$B = \frac{\partial G}{\partial E} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 \\ -\frac{q_x q_y}{h^2} & \frac{q_y}{h} & \frac{q_x}{h} \\ c^2 - \frac{q_y^2}{h^2} & 0 & 2\frac{q_y}{h} \end{bmatrix}$$

这里, c 为波速, $c^2 = gh$ 。向量矩阵 A 和 B 的特征值为:

$$\left. \begin{aligned} e_A &= (q_x/h + c, q_x/h, q_x/h - c)^T \\ e_B &= (q_y/h + c, q_y/h, q_y/h - c)^T \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

知道 A 和 B 的特征后, A 和 B 可以表示为

$$A = ee_A e^{-1}, B = fe_A f^{-1} \quad (33)$$

其中,

$$\left. \begin{aligned} e &= \begin{pmatrix} 1 & 0 & 1 \\ \frac{q_x}{h} + c & 0 & \frac{q_x}{h} - c \\ \frac{q_y}{h} & c & \frac{q_y}{h} \end{pmatrix}; e^{-1} = \frac{1}{2c} \begin{pmatrix} -(\frac{q_x}{h} - c) & 1 & 0 \\ -2\frac{q_y}{h} & 0 & 2 \\ \frac{q_x}{h} + c & -1 & 0 \end{pmatrix} \\ f &= \begin{pmatrix} 1 & 1 & 0 \\ \frac{q_x}{h} & \frac{q_x}{h} & c \\ \frac{q_y}{h} + c & \frac{q_y}{h} - c & 0 \end{pmatrix}; f^{-1} = \frac{1}{2c} \begin{pmatrix} -(\frac{q_y}{h} - c) & 1 & 0 \\ \frac{q_y}{h} + c & 0 & -1 \\ -2\frac{q_x}{h} & 2 & 0 \end{pmatrix} \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

2、控制方程的离散

采用基于 MacCormack 预测校正技术的隐式数值方法求解水流的控制方程 (30)。此格式在时间和空间上都是二阶精度。微分方程 (30) 离散成下列的隐式预测—校正有限差分方程。

预测步：

$$\left. \begin{aligned} \Delta E_{i,j}^n &= -\Delta t \left(\frac{\Delta^+ F_{i,j}^n}{\Delta x} + \frac{\Delta^+ G_{i,j}^n}{\Delta y} - Q^n \right) \\ (I - \Delta t \frac{\Delta^+ A^n}{\Delta x})(I - \Delta t \frac{\Delta^+ B^n}{\Delta y}) \delta E_{i,j}^{n+1} &= \Delta E_{i,j}^n \\ E_{i,j}^{n+1} &= E_{i,j}^n + \Delta E_{i,j}^{n+1} \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

校正步：

$$\left. \begin{aligned} \Delta E_{i,j}^{n+1} &= -\Delta t \left(\frac{\Delta^- F_{i,j}^{n+1}}{\Delta x} + \frac{\Delta^- G_{i,j}^{n+1}}{\Delta y} - Q^{n+1} \right) \\ (I + \Delta t \frac{\Delta^- A^{n+1}}{\Delta x})(I + \Delta t \frac{\Delta^- B^{n+1}}{\Delta y}) \delta E_{i,j}^{n+1} &= \Delta E_{i,j}^{n+1} \\ E_{i,j}^{n+1} &= 1/2(E_{i,j}^n + E_{i,j}^{n+1} + \delta E_{i,j}^{n+1}) \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

这里 I 为单位矩阵； $\Delta^+/\Delta x$ 和 $\Delta^+/\Delta y$ 表示单边前差分； $\Delta^-/\Delta x$ 和 $\Delta^-/\Delta y$ 为单边后差分。以 x 方向为例，其形式为：

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta^+ F_{i,j}}{\Delta x} &= \frac{F_{i+1,j} - F_{i,j}}{\Delta x} \\ \frac{\Delta^- F_{i,j}}{\Delta x} &= \frac{F_{i,j} - F_{i-1,j}}{\Delta x} \end{aligned} \right\} \quad (37)$$

求解上述差分方程时，交替地在 x 及 y 方向隐式逐行求解。

3、边界条件

边界条件分两种类型，即固体边界条件和水边界条件。固体边界条件：采用不可穿入条件，即固体边界的法向流量为零， $q_n = 0$ ；水边界条件：进口断面给定水深 h 和流速 u 、 v ；急流出口断面认为变量 h 、 u 和 v 沿流向梯度为零；而缓流，出口断面处给定水深 h 。

4、稳定条件

上述数值格式属于时间步进法，时间步长的选取受控于 Courant 条件，即

$$\Delta t = \min(DT_1, DT_2), \quad \text{其中 } DT_1 = \frac{\Delta x}{|u| + \sqrt{gh}}, \quad DT_2 = \frac{\Delta y}{|v| + \sqrt{gh}}, \quad \text{实际计算时所取的时间步长}$$

长 $\Delta t' = a\Delta t$ ， a 在 0.4~0.6 之间。

6.2.2.5 混合数学模型的计算

本文模拟堰塞湖溃决过程时，同时对溃口的横向展宽和纵向冲刷进行了模拟，所建混合数学模型的计算流程如下：

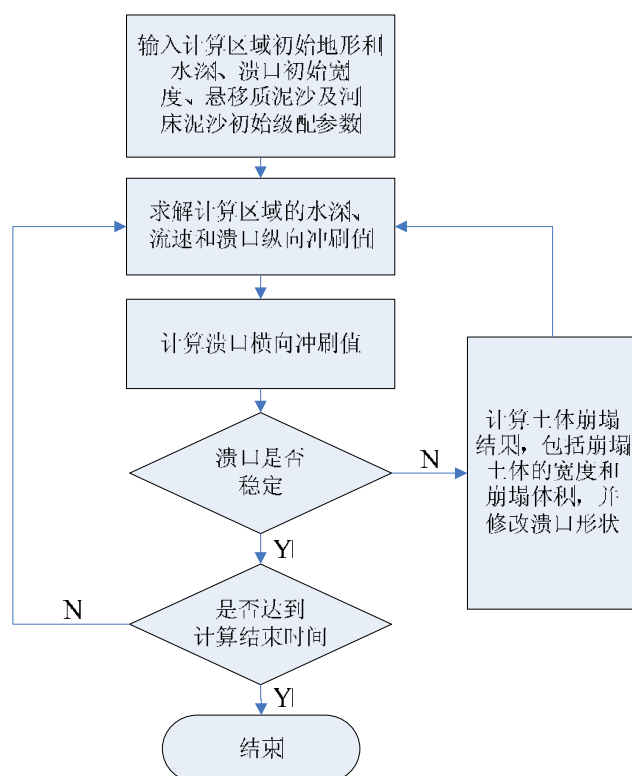


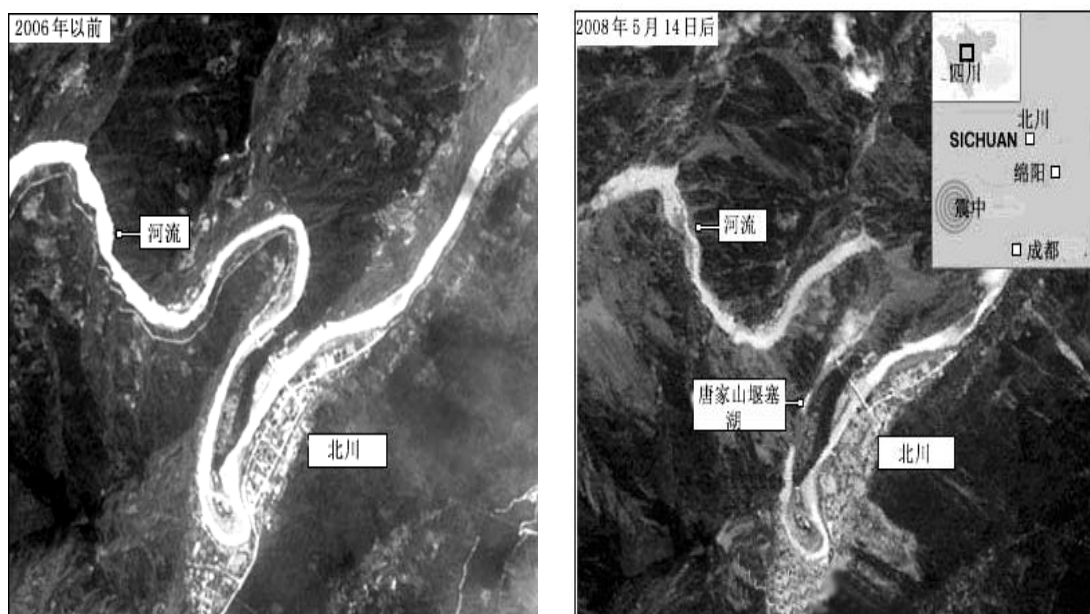
图 8 模拟堰塞湖溃决过程流程

如图（8）所示：第一步，输入二维水流泥沙数学模型计算所需的数据，包括计算区域初始地形和水深、溃口初始宽度、悬移质泥沙及河床泥沙初始级配等；第二步，运用二维水流泥沙数学模型，求解计算区域的水深、流速、溃口纵向冲刷值和横向冲刷值；第三步，进行溃口稳定性分析，判别溃口是否稳定，若溃口稳定，说明没有发生崩塌，则模型进入下一步，判别是否达到计算结束时间，计算若未结束，返回第二步继续进入下一时间段的模型计算；若溃口不稳定，说明土体发生了崩塌，则计算土体崩塌结果，包括崩塌土体的宽度和崩塌体积，并修改溃口形状后继续返回第二步计算。

6.2.3 模型计算结果

6.2.3.1 唐家山堰塞湖基本情况^[7]

唐家山堰塞湖在汶川地震形成的堰塞湖中，规模最大，对下游威胁最大。该堰塞湖是由涪江支流湍江（又称通口河）右岸山体大规模滑坡堵江而成，距北川县城上游约 6 公里。堰塞湖沿顺河方向在平面上呈右弓形，贯通上下游，顺河长约 803 m，底宽 20~40 m，坝轴线长度 611.8 m，堰塞湖上游集雨面积 3350 平方公里，总库容约 3.1 亿 m^3 ，将湍江河完全堵断。堰塞坝高 82.65~124 m，坝顶面宽约 300 m，顶部面积大约 300 万 m^2 。坝体地形起伏较大，横河方向左侧高右侧低，左侧最高点高程 793.9 m，右侧最高点高程 775.0 m，中部最高点高程 752.2 m。



(a) 唐家山堰塞湖形成前卫星图

(b) 唐家山堰塞湖形成前卫星图

图 9 唐家山堰塞湖示意图

根据唐家山堰塞湖坝顶面地形条件，通过大型运输机调运工程机械，开挖了 13 万 m^3 的土石方量，形成了长 340 m、顶宽 40 m、底宽 7~10 m、进口高程 740 m、平缓段出口高程 739 m 的梯形导流槽。导流槽于 5 月 26 日正式施工，6 月 1 日晨完工，降低坝顶高程 10 m，有效地降低了堰塞湖溃决的风险。在湖水位超过导流槽底高程开始泄流后，通过冲刷扩大导流槽逐渐加大泄洪量，最终成功宣泄 1 亿多 m^3 的湖水，冲刷降低导流槽高程 30 m，解除了堰塞湖的溃决威胁。

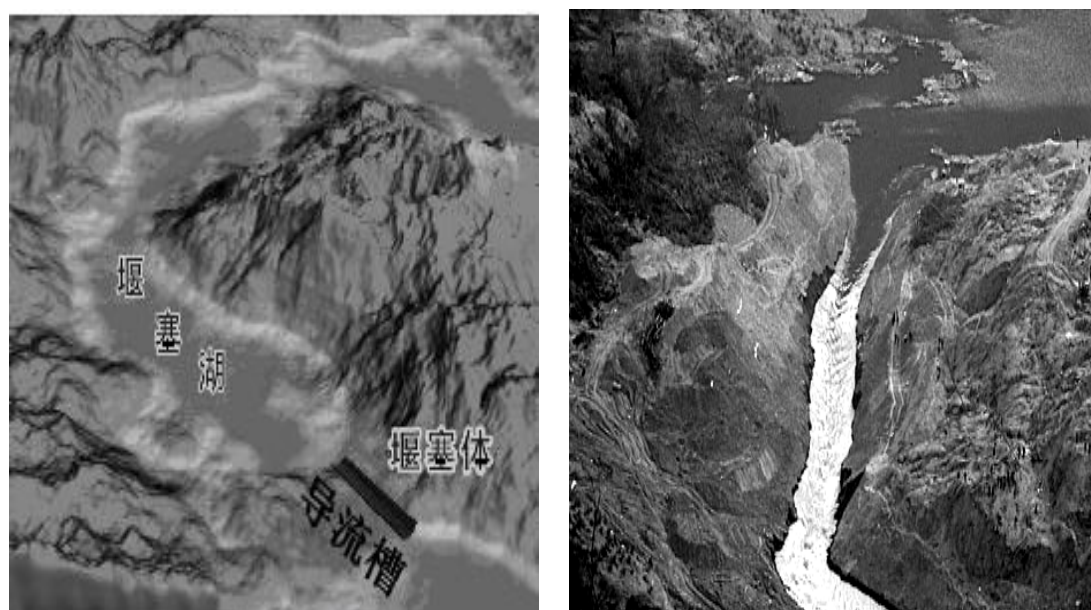


图 10 导流槽示意图

6.2.3.2 溃口变化仿真

本文将唐家山堰塞湖人工开挖的坝顶导流缺口作为溃口初始形态，即长 340 m 、顶宽 40 m 、底宽 $7\sim 10\text{ m}$ 的梯形，溃口横剖面随时间的变化过程见图（11），溃口底部宽展的计算值与观测值见图（12）：

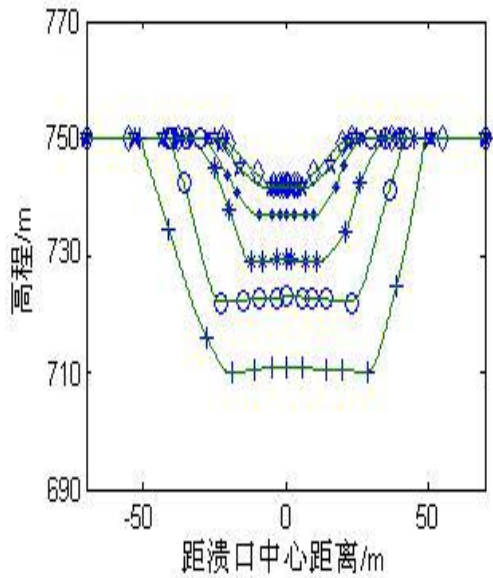


图 11 坝体溃口横剖面变化过程图

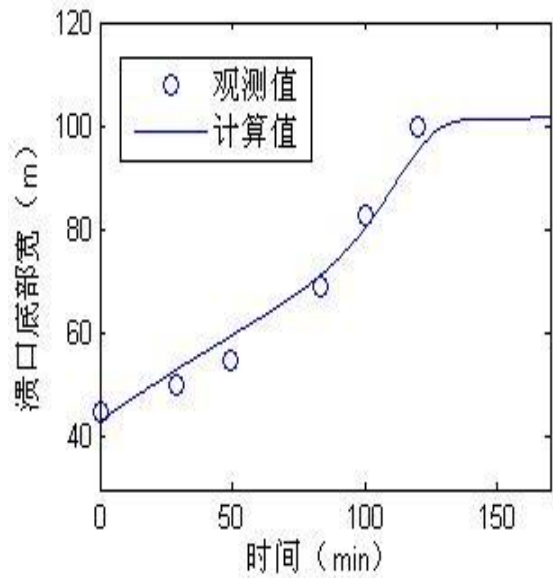


图 12 溃口底部宽扩展的计算与观测值

从图中可以看出，随着水流的不断作用，溃口发生冲刷和崩塌，溃口宽度和深度逐渐增加。溃口的最终宽度接近于实际值，达到了较理想的效果。

坝体溃决后的水位分布如图（13）所示，不同时刻溃口附近被水流冲刷作用所形成的冲刷坑如图（14）所示：

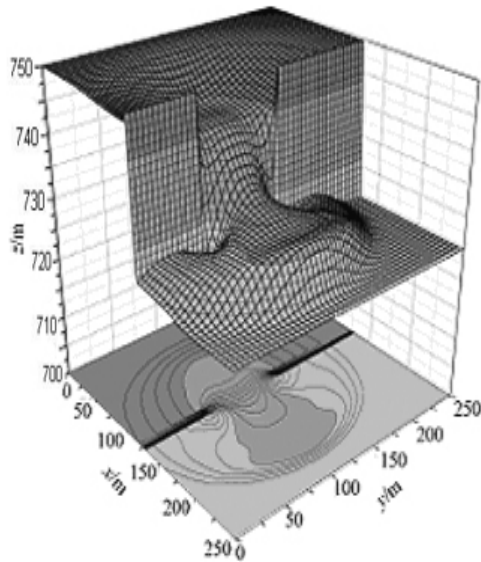


图 13 坝体溃决后的水位分布

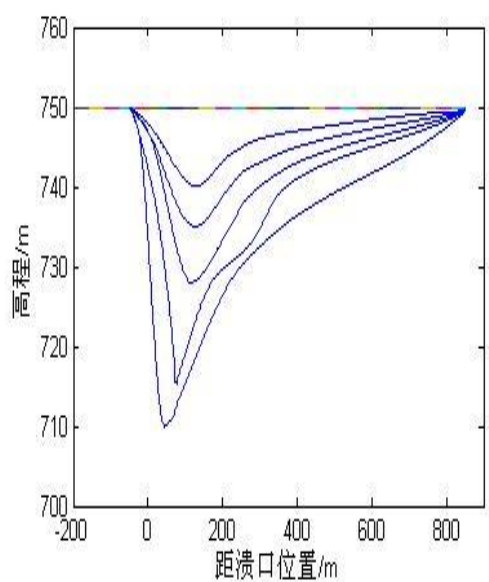


图 14 冲刷坑发展过程剖面图

从图中可以看出，随着时间的增长，冲刷坑坡度不断变陡，冲刷的速率逐渐减小，直至形成抗冲层，达到冲淤平衡，河床不再被冲刷。

6.2.3.3 冲刷变化仿真

堰塞坝发生溃决后，按照坝体纵向冲刷的模型计算区域流场，得到图（15）的仿真结果：溃坝发生 100s 时，水流呈扇形向四周扩散，如图（15）（a）所示；发生 2000s 时，水流流通整个计算区域，并通过水道向下游流动，如图（15）（b）所示。

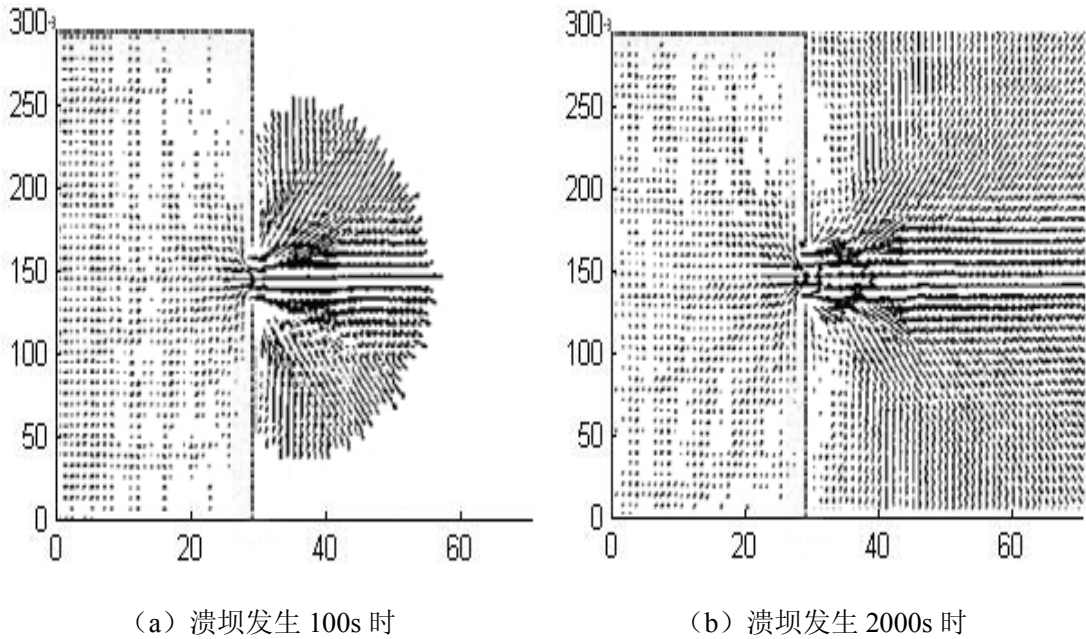


图 15 不同时刻区域流场局部图（单位：m）

6.2.3.4 溃口流量仿真

溃坝后，堰塞坝溃口处洪水流量随时间的变化过程见图（16）所示：

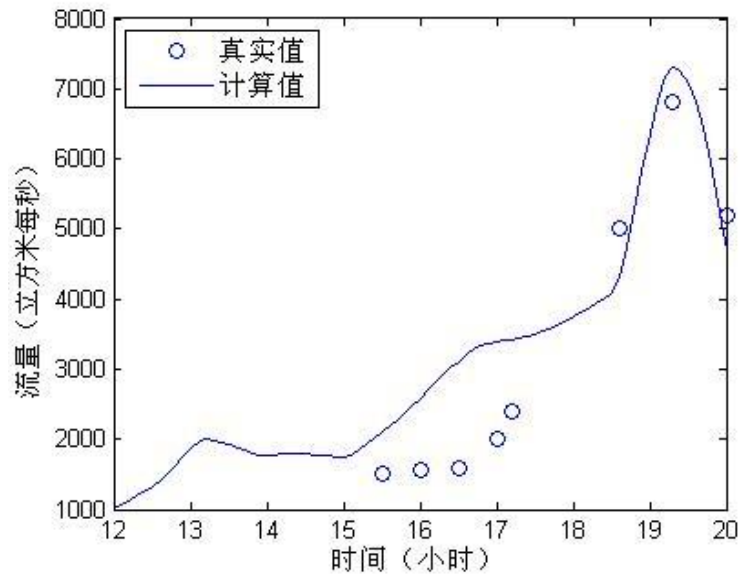


图 16 唐家山堰塞湖溃口流量过程的计算与观测值图

从图中可以看出，在溃口泄流量接近 $5000\text{m}^3/\text{s}$ 时，计算结果与实测数据已经十分接近，认为模型参数和边界条件已经调整完成。然后，继续运行模型预测洪峰流量及其出现时间，从图中可看出，模型求出的洪峰流量和出现时刻与实际发生的结果相当接近，说明该模型可以较好的预测唐家山堰塞湖洪水流量的变化。

6.3 问题三的模型建立与求解

6.3.1 唐家山堰塞湖下游地区基本情况

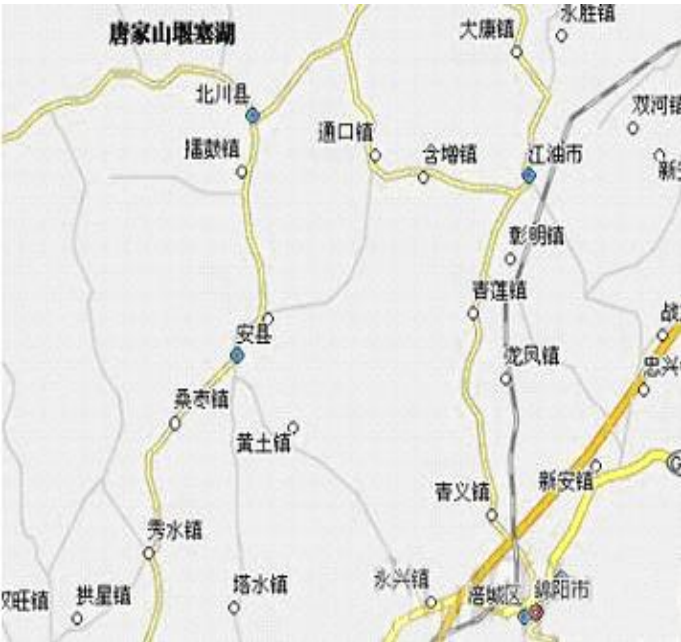


图 17 唐家山堰塞湖下游地图

唐家山堰塞湖下游地区主要包括北川县城、通口镇、江油市附近、青莲镇、绵阳等地，通过数字地图可以得到这些地区到坝址的距离和当地的最低高程信息，如表(4)所示：

表 4 唐家山堰塞湖下游部分地区有关信息

地区 信息	北川县城	通口镇	江油市附近	青莲镇	绵阳
到坝址距离（千米）	4.64	24.4	36.1	46.51	68.88
地区海拔（米）	623.9	584.6	573	547	525
人口数量（万）	1.02	2.1	6.5	1.87	15.8

6.3.2 唐家山堰塞湖 1/3 溃决时下游洪水计算

6.3.2.1 洪水水深

在 1/3 溃坝情况下，根据问题（二）中对坝体纵向冲刷模型的分析，采用基于 MacCormack 预测校正技术的隐式数值格式可以精确模拟溃坝洪水的演进，唐家山堰塞湖河道纵横断面采用数字高程地图提取^[9]，时间步长 5s，空间步长 500m，河道糙率按照当地工程经验取值：从坝址处至绵阳市按 0.07 至 0.03 线性插值，可以计算出沿程的最大水深，如图（18）所示：

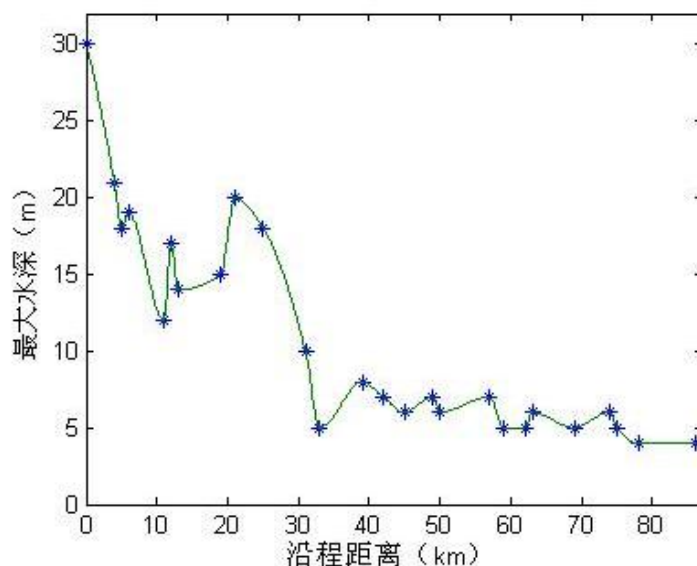


图 18 唐家山堰塞湖 1/3 溃决时下游洪水水深

由图可见，距离坝址最近的北川县城最为危险，人员必须迅速撤离；通口镇位于绵阳市西北部，距唐家山堰塞湖仅 24.4 公里，镇区紧靠湔江，该处河道又相对狭窄，是撤离人员的重点乡镇；其他地区最大水深将达到 5 米左右，对人员及财产会造成不小的损失，亦应根据当地的地势高低来决定撤离方案。值得一提的是绵阳市区，这里人员稠密、经济较发达，虽然洪水到达这里时已减弱很多，但是任何麻痹大意都有可能

6.3.2.2 洪峰到达时间

根据唐家山堰塞湖下游各地区到坝址的距离，通过问题（二）中提出的溃坝洪水演进模型可以计算出各地洪峰到达时的流速。由于题目中假设“堰塞湖内 1/3 蓄水突然下泄”，故认为溃口处立即达到洪水最大流量，即洪峰在 1/3 溃坝的同时就出现在溃口。再根据各地距坝址的距离，即可推算出洪峰到达溃口下游各地区的相应时间，得到下图（19）、（20）的仿真结果：

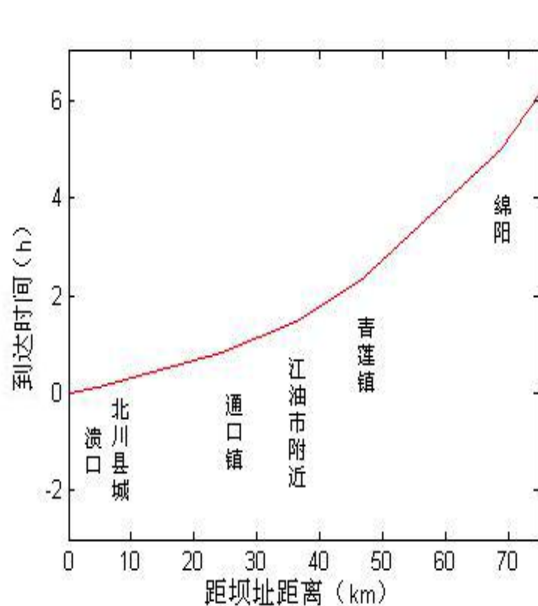


图 19 溃口下游各地洪峰到达时间

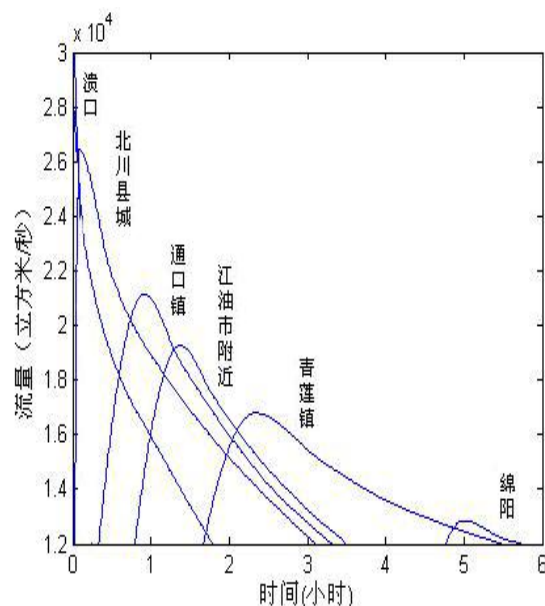


图 20 溃口下游各地洪水流量

由上面两图可知，北川县城距离溃口最近，0.08 小时即遭受洪峰袭击，如果等到溃坝发生后才组织人员撤离，在如此短的时间内，要保证每个人的生命安全是一个不可能完成的任务，因此，必须通过对上游堰塞湖的严密监测，当发现湖水达到警戒水位时，必须立即组织人员撤离，防止发生可怕后果；其他地区距离较远，具有较长反应时间，但要有序地组织全部人员撤离至安全地区，也必须提前制定周密的应急方案，进行紧急撤离演练，以确保安全。

6.3.3 人员撤离方案

根据对数字高程地图和我们所能搜集到的地理资料的研究，制订了唐家山堰塞湖发生 1/3 溃坝后下游地区人员撤离方案：

表 5 唐家山堰塞湖下游地区人员撤离方案

地 区	危险区域	撤往区域	撤离人口（万）
北川县城	全部	香江湾山	1.02
通口镇	全部	香江湾山	2.1
江油市香水镇	临江地区	附近山上	2.56
绵阳市区	七星坝及科学城住宿区	科学城山	15.8
	小岛及桑林坝	电视塔山	
	韩家脊片区	208 厂山	
	沈家坝片区	富乐山至白云洞一带山上	
	圣水高水片区	圣水寺山	
	平政片区	西山公园一带山上	
	主城区	科创园区	
	南河片区	南山中学一带	
	御营坝片区	洞天公园一带山上	
	经开区	南郊机场一带山上	

6.4 问题四的分析

6.4.1 对唐家山堰塞湖泄洪过程中所采取对策的模型分析

我们根据附件四中大量新闻媒体对唐家山堰塞湖泄洪进展情况的报道，结合本文提出的模型进行了分析对比，验证了当时所采取对策的正确性，针对某些方面，我们也提出了自己的几点建议，具体见下表：

表 6 实际中所采取对策的模型分析

编号	实际中采取的对策	本文模型分析	改进建议
1	5 月 18 日午夜,抗震救灾工作组建议,在未查明情况之前,绵阳市应采取八项措施,包括:加强唐家山堰塞湖坝上游的降雨和来水监测预报工作;在苦竹坝附近山体上比较安全的地点建立监测点,发现流量突变或较大变化时及时报警等。	由降雨量和来水量的监测数据,可以通过问题一的模型得到堰塞湖的蓄水量等重要信息,为通过问题二的模型预测溃坝提供依据。	建议对危险地段设立长期监测预警机制,尽早预警,尽早解决,尽最大可能消灭安全隐患。
2	5 月 21 日上午 11 点左右 4 名武警水电官兵组成的先遣小分队,驻扎在了唐家山堰塞坝,进行 24 小时值守监测,强化预测预报预警。		
3	水利专家要会同地方有关部门做好唐家山堰塞湖的监测和预警工作。特别是对泄洪过程的实时监测。对洪水过程的实时监测落实“双保险”措施,既要设置人工监测站点,选派得力人员进行监测,也要运用宽带远程摄录成像技术进行 24 小时远程监测。		
4	在落实下游人员转移避险措施的同时,唐家山堰塞湖排险转移避险指挥部做好监测预报,及时告知水位变化等情况,在电视等公共媒体上及时、准确地发布预警信息,提高人民群众的避险意识,确保人民群众生命安全。		建议坚持落实好灾难预警制度,向决策机构预警的同时,做好向广大群众预警的工作,这是因为做好预警是保障下游人民群众安全撤退转移的重要环节,同时可以降低不必要的社会恐慌。
5	5 月 20 日 24 时,国家防总办向长江委传真“5 月 20 日水利专家组空降唐家山堰塞坝顶现场勘测报告”。根据这一宝贵的现场资料,长江委副主任魏山忠立即组织有关技术人员对该滑坡体一旦溃决对下游可能带来的影响进行初步计算分析。	通过问题二的溃坝模型和洪水演进模型可以分析对下游的影响。	建议选取更合适的模型。目前学术界对堤坝溃决问题研究较多,而对堰塞坝溃决问题的研究还有待于进一步深入。
6	5 月 23 日 14 时 20 分,唐家山堰塞湖已蓄水约 1 亿方,堰前水位较昨日上涨 2.6 米。已制定了工程处理措施,启动唐家山堰塞湖应急疏通工程,开挖明渠,最大可能降低水位,减少蓄水量,减小下游风险。	通过问题二的溃坝模型可知,水位降低可以有效降低溃坝风险。	建议将余震的影响加入溃坝模型的考虑范围。此次大地震中,余震频繁发生,堰塞湖一旦溃决,产生的次生灾害将非常严重。
7	5 月 27 按照回副总理上午视察唐家山施工现场时的指示,刘宁总工主持前线指挥部第二次会议,与武警水电部队进一步商议完善具体施工方案,会议提出了“疏通引流,顺沟开槽,深挖控高,护坡镇脚”的施工原则建议。	由溃坝模型可知,降低缺口高程可以有效降低溃坝危险。	可以通过选择小当量定向爆破炸药来加快施工进度。
8	此次堰塞湖排险主要采取挖爆结合、先挖后爆、挖平爆深、以爆助挖的施工方案,主要用重型机械设备将引水渠拓宽,开挖降低缺口高程,使水流平缓通过,有效防止湖水溃下去。		

编号	实际中采取的对策	本文模型分析	改进建议
9	唐家山堰塞湖抢险工作正在同时采取两方面措施：通过大型施工机械施工和爆破，尽快降低唐家山堰塞湖水位，缓解对下游的威胁；水利和有关部门专家对堰塞湖溃决风险进行评估，肯定受到影响的人员和群众已经实行了转移。水利专家还根据堰塞湖三分之一溃决、半溃决、全溃决分别制定了应对方案，分析了溃口流量、淹没范围、淹没水深、高程等各种数据资料，并正在和地方人民政府和水利部门细化这个方案，从最不利的条件设想，实施人员转移和避险措施。	由问题二的溃口模型和洪水演进模型可以预测下游受灾程度和范围，对救灾方案提供有力指导。	建议建立更有效的预测模型。通过模型预测给人员撤离提供必要的参考，能极大限度的降低损失。
10	四川绵阳市“5·12”抗震救灾指挥部26日下午召开唐家山堰塞湖疏散群众工作动员大会，针对可能发生的溃坝情况，组织部署三种撤离方案：方案一（1/3溃坝）：全市共需撤离15.86万人，淹没城镇面积460.2万平方米；方案二（1/2溃坝）：全市共需撤离120.16万人，淹没城镇面积5368.6万平方米；方案三（全溃）：全市共需撤离130万人，淹没城区面积6234.6万平方米。	本文问题三针对1/3溃坝进行了建模，与方案一的数据较为接近。	
11	5月27日将在绵阳的江油市、涪城区的一个街道分别进行撤离预演。最长的撤离路线不超过2公里，群众有充分的时间撤离到地势较高的安置点。每个安置点都准备有帐篷、水、食品等生活必需品，可以确保受灾群众度过洪水泛滥的24小时。	由问题三的分析可知，通过溃坝模型可以有效预测出洪峰到达时间及洪水水深，这为各地撤离路线、地域的选择提供了帮助。	建议仿效国外某些好的做法，在灾害频发区形成演练制度，这样才能在灾难来临时将人员财产损失降至最低。
12	通口镇距离唐家山堰塞湖仅30公里，如果全溃，通口镇水位将达到36米，通口镇政府将被淹没。目前，民众已被转移到40米以上的高处。		

6.4.2 应对震后次生山地灾害的几点建议

汶川地震的重灾区位于龙门山区，属于青藏高原东部的前缘过渡地带，是中国地貌的第二阶梯与第一阶梯的过渡带东部边缘，新构造运动活跃。该区域气候主要受季风控制，东部迎风坡雨泽充沛，是四川著名的鹿头山暴雨区所在地；西部背风坡岷江河谷雨水稀少，气候干燥，但降雨集中，多局地性暴雨。上述条件使得该区域成为中国西部泥石流、滑坡的活跃区，区内在汶川地震前就存在大量滑坡、崩塌和泥石流。这次在地震荷载作用下，斜坡的整体性遭到破坏，降低了斜坡岩土体的抗剪强度，使得大量斜坡处于欠稳定状态。在降雨条件下，雨水沿坡面裂隙入渗，进一步降低了边坡的稳定性。因而，在将来几年里，地震区可能还会发生大量的滑坡和崩塌；随着时间的推移，不稳定斜坡数量逐渐减少，滑坡和崩塌活动将呈现逐渐减弱的趋势，估计约持续10年。地震诱发崩塌、滑坡产生了大量的松散固体物质，使得该地区的泥石流活动主要受降雨条件的控制。地震后该区域的泥石流活动的数量将增加，泥石流爆发需要的激发雨量条件将降低，泥石流爆发的频度会增加。随着雨季来临，在暴雨的激发下，泥石流将开始强烈活动。可以预测：泥石流活动将在未来5年内进入极度活跃期，随后逐渐衰减，持续时间约20年。

由于次生灾害将存在较长时间，因此次生山地灾害防治成为了震后灾区重建中必须格外重视的问题。我们非常关心震区同胞们的安危福祉，通过认真研究后，建议重建中应重视以下几个方面：

(1) 加强灾害监测预警。震后滑坡和泥石流灾害多数由强降水诱发，应加强降水（特别是局地强降水）的监测和预报，及时做出滑坡和泥石流灾害预测预报。同时，对具有重要危害对象的滑坡和泥石流点进行监测和预警，减轻滑坡和泥石流灾害。科技工作中应加强对无人、远程、实时监测系统的研究，对发生滑坡、泥石流后可能堵塞河道形成堰塞湖的地区安装地质灾害及地应力监测仪，实施无人、远程、实时监测，为防治堰塞湖的危害提供科学数据；

(2) 抓好灾害风险评估。在对灾区进行系统的调查和勘察后，排查重大灾害隐患点，进行灾害风险分析，选择相对安全的区域作为灾后重建的场址，避免重大人员伤亡。对无法避开灾害的灾后重建点，进行详细的勘察，查明泥石流、滑坡和堰塞湖的性质、规模及潜在危害，采取工程措施、生态措施和预警措施相结合的方法，进行综合治理，保证重建工程的安全；

(3) 预防人为诱发灾害。在城镇和村庄重建过程中，尽量避免开挖边坡，保持坡面自然状态，避免诱发新的滑坡。还应加强对自然环境的保护，评估山区人口容量，将多余人口尽量移出山区，减小生态和环境的压力，尽最大可能避免人为诱发灾害的发生；

最后，我们还应辩证地看待灾害问题，可以考虑化害为利、变废为宝，将符合条件的堰塞湖建成水库，开发成旅游景区，利用其水资源为当地人民造福。相信通过灾区同胞和科技工作者们不懈的努力，一定可以最大限度地减小震后次生山地灾害的发生！

祝灾区同胞尽快重建家园，过上幸福美满的生活！

七、模型的推广与改进

本文中所讨论的模型还可以用于夏季汛期来临，各个大型水库发生溃坝甚至是溃塌危险时的预测，为政府部门提前做出下游人民群众撤离和减小经济损失的方案提供有利依据。但是，由于时间和条件有限，很多实际中的因素没有考虑，在应用中，还应该注重把诸如库容来源、河道宽窄、坝体结构等因素纳入模型，以便有更好的说服力和高可信度的预测。

八、模型评价

本文在第一问中针对数据的情况，采用了泛函网络建立了一元非线性回归预测的模型，有效的将水位高程与蓄水量联系在一起。泛函网络是神经网络的一种推广，在本问题上较神经网络更精确。在问题二中，分别建立了过坝顶流量模型和扩展模型，并较好的对漫顶溃坝进行了模拟。在问题三中，应用问题二建立的模型成功的算出了如果堰塞湖溃坝，洪峰到达各地的时间及洪峰高度，并给出了人员撤离方案。在问题四中，运用了本文的模型进行了说明。

存在的不足是模型考虑的因素不够全面，导致精确度不高。

参考文献

- [1] 何登旭 李艳芳 刘向虎等, 基于泛函网络的非线性回归预测模型及学习算法, 计算机工程与应用, 第 44 期: 74-77, 2008。
- [2] 唐家山堰塞湖抢先最新进展, http://news.xinhuanet.com/newscenter/2008-06/06/content_8320643.htm, 2008 年 9 月 26 日。
- [3] “悬湖之险 --- 预防汶川地震后次生灾害发生”, <http://news.sohu.com/s2008/sichuanshuikuang/>, 2008 年 9 月 27 日。
- [4] 王立辉, 溃坝水流数值模拟与溃坝风险分析研究, 南京水利科学研究院博士学位论文, 2006 年 7 月 1 日。
- [5] 陈珺 张小峰 谈广鸣等, 考虑溃口宽度的溃坝水流泥沙数值模拟, 水动力学研究与进展, A 辑第 22 卷第 5 期: 647-652, 2007 年 9 月。
- [6] 魏文礼 沈永明 孙广才 刘玉玲, 二维溃坝洪水波演进的数值模拟, 水利学报, 第 9 期: 43-45, 2003 年 9 月。
- [7] 堰塞湖定义, <http://zhidao.baidu.com/question/56449877.html?fr=qrl>, 2008 年 9 月 26 日。
- [8] 快讯: 绵阳市北川县唐家山堰塞湖应急疏散预案, http://blog.sina.com.cn/s/blog_4d8427ec01009iwg.html, 2008 年 9 月 28 日。
- [9] 王光谦 傅旭东 李铁建等, 汶川地震灾区堰塞湖应急处置中的计算分析, 2008 年。